第 40 卷 第 2 期
2023 年 4 月
应 用 力 学 学 报
Chinese Journal of Applied Mechanics
Vol. 40 No. 2
Apr. 2023

文章编号:1000-4939(2023)02-0378-08

高强钢筋混凝土柱地震损伤模型研究

李艳艳[1],王权[1],郝永上[2],刘清华[2],张亚龙[1]

(1. 河北工业大学土木与交通学院,300401 天津;2. 中建八局第二建设有限公司,250014 济南)

摘 要:为研究配置高强钢筋混凝土柱在地震作用下的损伤情况,对 10 根高强钢筋混凝土柱开展低周反复荷载试验。基于试验结果,采用修正的 Park-Ang 损伤模型进行分析。针对不同模型进行高强钢筋混凝土柱的损伤计算,分别对其适用性进行全面评价,建立考虑幅值和累积耗能相互作用的损伤理论模型。研究结果表明:Chai 模型、Kunnath 模型、傅剑平模型的准确性较好,付国模型和陈林之模型计算得到的结果偏大。本研究模型的计算结果与试验结果较为一致,可用于高强钢筋混凝土柱的损伤计算。

关键词:高强钢筋;混凝土柱;低周反复试验;地震损伤模型;累积耗能

中图分类号:TU375.3 **文献标志码**:A **DOI**:10.11776/j.issn.1000-4939.2023.02.015

Research on the seismic damage model of high-strength reinforced concrete columns

LI Yanyan[1], WANG Quan[1], HAO Yongshang[2], LIU Qinghua[2], ZHANG Yalong[1]

(1. School of Civil and Transportation Engineering, Hebei University of Technology, 300401 Tianjin, China;
2. The Second Construction Limited Company of China Construction Eighth Engineering Division, 250014 Jinan, China)

Abstract: To study the damage of high-strength reinforced concrete columns under earthquake, ten high-strength reinforced concrete columns were tested under the low cyclic load. Based on the test results, the modified Park-Ang damage model was used for analysis. Different models were carried out for the damage calculation of high-strength reinforced concrete columns, and their applicability was comprehensively evaluated, and a damage theory model considering the interaction between amplitude and cumulative energy consumption was established. The results show that the Chai model, the Kunnath model, and the Fu Jianping model have relatively better accuracy, the calculation results of the Fu Guo model and the Chen Linzhi model are slightly larger. The calculation results of the model in this paper are relatively consistent with the experimental results, and can be used for damage calculation of high-strength reinforced concrete columns.

Key words: high-strength steel bar; concrete column; cyclic loading test; earthquake damage model; cumulative energy consumption

---

收稿日期:2022-10-29 **修回日期**:2022-12-15
基金项目:河北省重点研发计划资助项目(No. 22374501D);河北省建设科技研究资助项目(No. 2021-2004;2022-2130)
通信作者:李艳艳,教授。E-mail: 13920177904@163.com
引用格式:李艳艳,王权,郝永上,等. 高强钢筋混凝土柱地震损伤模型研究[J]. 应用力学学报,2023,40(2):378-385.
LI Yanyan, WANG Quan, HAO Yongshang, et al. Research on the seismic damage model of high - strength reinforced concrete columns[J]. Chinese journal of applied mechanics, 2023, 40(2):378-385.

对于如何量化评估地震对结构造成的损伤问题,长期以来都是工程抗震领域所关注的问题之一。国内外学者发现,建立合适的损伤模型可以更好地解决这一问题。研究发现,其中认可度最高的是 Park-Ang 损伤模型和其衍生出的各种修正模型,但是各自也存在着优点和限制[1-3]。Park-Ang 损伤模型对能收集到的各类构件试验结果做了校准,但未对构件类型、破坏模式及破坏形式的适用程度进行筛分,模型借鉴的试验结果对应的加载规律也相对单一。此外,各种修正模型对于损伤准确性的评估仍需试验验证。

本研究基于试验结果,选取具有代表性的几种 Park-Ang 修正模型,针对高强钢筋混凝土柱损伤计算的适用情况开展研究,进一步建立适合高强钢筋混凝土柱的损伤模型。

1　试验概况

1.1　试件概况

本研究试验构件为 10 根高强钢筋混凝土柱,对构件开展低周反复荷载试验,试验加载设备如图 1 所示。混凝土抗压强度为 51.5 MPa,各试件主要参数如表 1 所示,试件配筋图如图 2 所示。分别考虑轴压比、纵筋配筋率、箍筋间距、钢筋强度等因素对试件抗震性能的影响。其中 ZS7、ZS8 是在 ZS2 试件的基础上采用钢筋等体积代换,ZS9、ZS10 是在 ZS2 试件的基础上采用钢筋等强度代换。

表 1　试件设计参数

Tab. 1　Specimen design parameters

试件	纵筋		箍筋		轴压比
	配置	配筋率/%	配置	配筋率/%	
ZS1	8E16	1.79	E8@90	0.95	0.121
ZS2	8E16	1.79	E8@90	0.95	0.202
ZS3	8E16	1.79	E8@90	0.95	0.281
ZS4	8E16	1.79	E8@60	1.42	0.202
ZS5	8E16	1.79	E8@120	0.71	0.202
ZS6	8E20	2.79	E8@90	0.95	0.202
ZS7	8C16	1.79	C8@90	0.95	0.202
ZS8	8D16	1.79	D8@90	0.95	0.202
ZS9	4C20 +4C18	2.53	C8@60	1.42	0.202
ZS10	2D20 +6D16	2.02	D8@75	1.14	0.202

注:其中 C、D、E 分别表示 HRB400、HRB500、HRB600。



图 1　加载装置

Fig. 1　Loading device

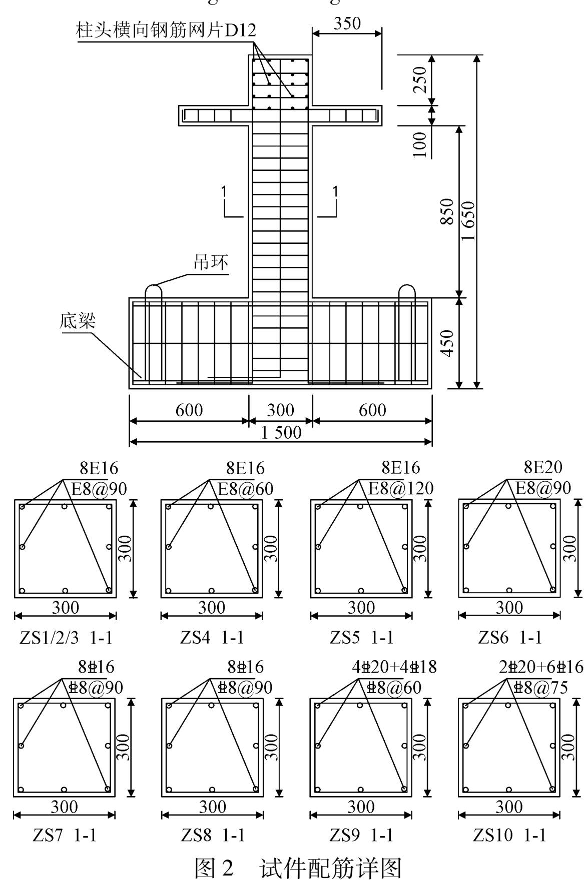


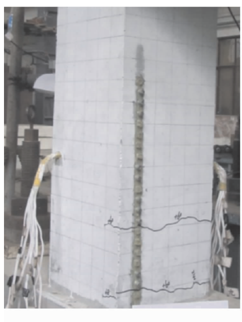
图 2　试件配筋详图

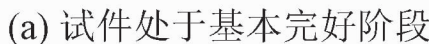
Fig. 2　Details of the reinforcement of the test specimen

试件先按力的控制方式进行加载,循环次数为一次。当试件达到屈服状态后,再按位移控制方式加载,每级加载按照屈服位移Δy 的整数倍($\pm\Delta y$, $\pm 2\ \Delta y$, $\pm 3\ \Delta y$,…)来施加,循环次数为 3 次。

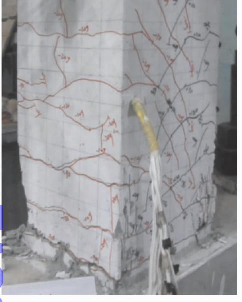
1.2　主要试验结果

图 3 为试件 ZS6 各阶段破坏形态,图中展示了该试件在加载过程中各阶段的试验现象,并且各试件经历基本完好、轻度破坏、中度破坏、严重破坏、完全破坏 5 个阶段。




(a) 试件处于基本完好阶段


(b) 试件处于轻度破坏


(c) 试件处于中度破坏


(d) 试件处于严重破坏


(e) 试件处于完全破坏阶段

图 3 ZS6 各阶段破坏形态

Fig. 3 ZS6 destruction form at each stage

结合以上 5 幅图片，分析试验现象如下：加载初期，试件基本完好，柱底出现水平初始裂缝，如图 3(a)所示；随着荷载增加，试件出现新的水平裂缝并向斜下方延伸，发生轻微破坏，如图 3(b)所示；继续加载，斜裂缝进一步形成交叉，柱角位置的混凝土被压碎，试件处于中度破坏状态，如图 3(c)所示；再继续加载，距柱底 50 mm 位置处混凝土被压碎，保护层出现脱落，试件严重破坏，如图 3(d)所示；最后，柱底大部分混凝土被压碎，试件完全破坏，如图 3(e)所示。

根据试验现象可以发现：试件的破坏速率随着轴压比的增大而变快，但是其变形能力反而下降。试件的破坏速率随着箍筋间距的减小而变慢，这是由于试件的侧向约束作用抑制了试件的破坏发展，从而使试件破坏速度减缓。随着纵筋配筋率的增大，试件破坏较严重。随着钢筋强度的增大，试件循环次数减少，破坏进程加快。

2 地震损伤模型的选用

2.1 Park-Ang 模型

20 世纪 80 年代中期，地震损伤双参数损伤模型被 PARK 和 ANG[4] 两位学者提出，Park-Ang 损伤模型的表达式为

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{E_h}{F_y \delta_u} \tag{1}$$

其中：δ_m 为在当前加载作用下试件经历的最大变形；δ_u 为在单调荷载作用下试件的极限变形，在大量试验的基础上，文献[5]给出了反复加载和单调加载极限变形之比为 0.62，本研究在计算损伤指数时，将拟静力试验中得到的极限变形除以 0.62 得到单调加载的极限变形；β 为试件的损伤耗能因子，取值范围一般在 0～0.85 之间，均值在 0.10～0.15 左右，根据 Park 的建议，β 取 0.05；E_h 为试件的实际累积滞变耗能；F_y 为试件的屈服荷载。

随着对该模型不断地深入研究，一些学者发现该模型存在一定缺陷，并对模型进行了修正。本研究对 5 种修正的 Park-Ang 损伤模型进行了对比介绍。

2.2 Kunnath 模型

由于经典的 Park-Ang 模型存在边界条件不够严谨的问题：弹性阶段的损伤指数 $D>0$，接近破坏时的损伤指数 $D>1$。KUNNATH 等[6] 对地震作用下 6 根钢筋混凝土墩柱的损伤进行了分析，将试件的屈服变形引入 Park-Ang 模型，提出了 Kunnath 模型，其具体形式为

$$D = \frac{\delta_m - \delta_y}{\delta_u - \delta_y} + \beta \frac{E_h}{F_y \delta_u} \tag{2}$$

其中：δ_y 为屈服位移；F_y 为屈服荷载；其他符号含义同上。

2.3 Chai 模型

由于 Park-Ang 损伤模型破坏阶段的损伤计算值可能出现大于 1 的问题，CHAI 等[7] 为使损伤评估结果的准确性得到提升，建议将原能量中总耗能部分减去单调加载条件下结构的塑性耗能。并且 Chai 等将原模型中的损伤因子 β 重新定义，并修改为 β^*。Chai 模型具体形式为

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta^* \frac{E_h - E_{hm}}{F_y \delta_u},$$

$$\beta^* = \frac{\mu_u \beta}{\mu_u + (1 - \mu_u)\beta} \tag{3}$$

其中：β^* 为强度退化参数；E_{hm} 为通过 ABAQUS 对试件进行有限元模拟得到的，表示在单调荷载作用下试件的塑性耗能；μ_u 为单调加载下结构的位移延性系数，它由试验得到的位移延性系数除以 0.62 得到；其他变量的含义同上。

2.4　傅剑平模型

傅剑平等[8]从大量试验数据得出结论：随着位移的延性发生变化，Park-Ang 模型中变形项及能量项所占比例与实际试验结果差异较大。在不改变模型基本框架的基础上，傅剑平等通过增加指数形式的系数进行调节，修正形式的公式为

$$D = (e^{a \cdot \mu + b}) \frac{\delta_m}{\delta_u} + (e^{c \cdot \mu + d}) \frac{\beta E_h}{F_y \delta_u} \tag{4a}$$

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \tag{4b}$$

其中：a、b、c、d 均为拟合参数，分别取 0.13、−0.39、−0.8、3.55；μ 为位移延性系数，用式(4b)计算；β 为 Park-Ang 模型中的耗能因子，取 $\beta = 0.05$；其余变量的含义同上。

2.5　付国模型

付国等[9]为了对 Park-Ang 模型能量项中的总滞回耗能进行修正，引入了有效耗能因子 e_i。在损伤计算时只考虑对结构耗能起到有效贡献的部分。建议模型的公式为

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\sum e_i \cdot E_i}{F_y \delta_u} \tag{5a}$$

$$e_i = \frac{1}{\delta_{im} \Delta y} \log_{\left(\frac{\delta_u}{\Delta y}\right)} \left(\frac{\delta_{im}}{\Delta y}\right) \tag{5b}$$

其中：δ_{im} 为在第 i 个循环加载下，钢筋混凝土柱的位移幅值；e_i 为在第 i 个循环下对应的有效耗能因子；其他变量含义同上。

2.6　陈林之模型

陈林之等[10]提出的 Park-Ang 模型修正公式为

$$D = (1 - \beta) \frac{\delta_m}{\delta_u} + \beta \frac{\int dE}{F_y(\delta_u - \delta_y)} \tag{6}$$

其中：β 为组合系数，$0 < \beta < 1$，建议取值为 0.1；δ_y 为屈服时的变形；$F_y(\delta_u - \delta_y)$ 为理想弹塑性体系在单调加载下达到破坏时的耗能；其他含义同上。

3　损伤模型适用性分析

3.1　损伤模型实测值与计算值

试验的终止标准为试件承载力下降至极限荷载值的 85%，这时试件承载力急剧下降，塑性较区发生严重破坏，可视为试件处于倒塌的临界点。因此可将最后一个加载循环定义为“基本倒塌”。

试件的实测损伤值是根据试验过程中记录的现象测出的。在试验过程中，不同损伤程度等级可能同时出现同一现象，这就需要试验者先确定损伤等级，根据实际情况上下微调损伤指数范围，保证评估时的适用性和准确性。

根据文献[11]，将试件 ZS6 的损伤程度、试验现象与损伤指数取值范围的对应关系列表，如表 2 所示。

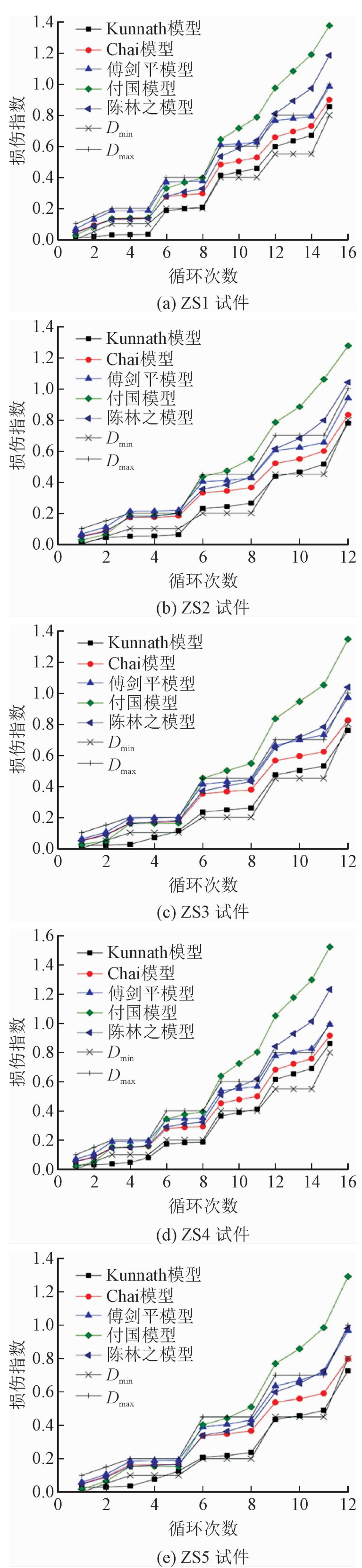
表 2　试验现象与损伤指数对应关系

Tab. 2　Correspondence between test phenomena and damage index

循环次数	实际损伤指数	试验现象	损伤程度	损伤指数范围
1	0 ~ 0.1	试件出现细微裂缝，试件完好	基本完好	$0 \leq D < 0.1$
2	0.05 ~ 0.15			
3	0.1 ~ 0.3	水平裂缝不断增加，并逐渐向斜下方延伸，有形成弯剪斜裂缝的趋势，裂缝宽度 0.1 ~ 0.5 mm	轻微破坏	$0.1 \leq D < 0.3$
4	0.1 ~ 0.3			
5	0.1 ~ 0.3			
6	0.3 ~ 0.45	柱底裂缝不断增加，裂缝最宽达 2 mm，斜裂缝不断发展并形成交叉，柱角位置处的混凝土被压碎	中等破坏	$0.3 \leq D < 0.45$
7	0.3 ~ 0.45			
8	0.3 ~ 0.45			
9	0.45 ~ 0.8	裂缝持续向上延伸，裂缝宽度2 ~ 3 mm，距柱底 50 mm 区域内混凝土被压碎，保护层起皮并出现脱落	严重破坏	$0.45 \leq D < 0.8$
10	0.45 ~ 0.8			
11	0.45 ~ 0.8			
12	0.8 ~ 1.0	试件倾斜、倒塌	基本倒塌	$0.8 \leq D \leq 1.0$

3.2 损伤模型适用性分析

图 4 对各试件 5 种修正的 Park-Ang 损伤模型进行比较。



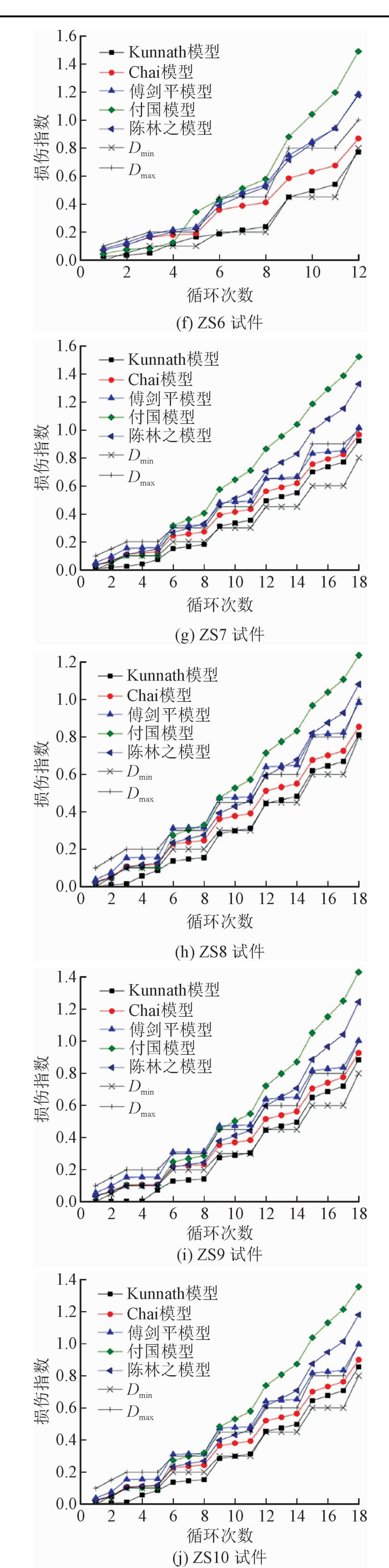
(a) ZS1 试件

(b) ZS2 试件

(c) ZS3 试件

(d) ZS4 试件

(e) ZS5 试件



(f) ZS6 试件

(g) ZS7 试件

(h) ZS8 试件

(i) ZS9 试件

(j) ZS10 试件

图 4 试件损伤实测值与计算值对比

Fig. 4 Comparison of measured value and calculated value of damage of specimens

图中表示的是损伤指数实测值和计算值与循环次数之间的关系，用来评估所选用的计算损伤指数值的准确性。

1)Chai 模型曲线在形状、数值上均较为接近实测值曲线。Chai 模型最后一周的损伤指数除了 ZS5 试件稍小为 0.797，其他计算结果均介于 0.8 ~ 1.0 之间，这和破坏阶段损伤指数的理论范围基本一致，且每个循环的损伤指数均在实测值范围之内。因此 Chai 模型可适用于配置高强钢筋混凝土柱的损伤值计算。

2)Kunnath 模型在加载前期计算结果偏低，但总体来说，模型的计算值与实测值较为一致。最后一周破坏阶段，模型的损伤计算值介于 0.726 ~ 0.921 之间，符合理论要求。随着加载循环次数变化，损伤指数的变化趋势与实测值较为相近。因此 Kunnath 模型能适用于配置高强钢筋混凝土柱的损伤值计算。

3)傅剑平模型在最后一周破坏阶段除 ZS6 试件外，其余试件损伤计算值介于 0.939 ~ 1.015 之间，基本符合理论要求，因此可适用于高强钢筋混凝土柱的损伤值计算。

4)付国模型计算的损伤曲线变化趋势和实际情况较为一致。在加载前期，模型的计算值与实测值较为一致。随着后期加载级数不断增加，损伤指数增长很快。最后试件加载至破坏时，损伤指数超出了理论值范围。

5)陈林之模型在加载前期计算损伤指数接近实测值。加载后期除 ZS3、ZS5 结果精度稍好之外，其他模型损伤指数增长过快，超过了实测值范围。最后试件加载至破坏时，损伤指数较理论值偏大。

4　本研究损伤模型

本研究通过变形和能量的非线性组合，建立了一种损伤模型。通过向试件施加低周反复荷载，获得相应试验数据，进而确定模型中的参数值。

4.1　模型提出

根据相关文献[12]，结构的破坏可能是由较大的非弹性变形和累积损伤共同造成的。如果建立合理的损伤模型，采用恰当的组合方式可以更好地反映两种破坏形式对于结构的影响。

设 D_1 为最大变形引起的破坏指数，D_2 为累积损伤造成的破坏指数。结构的综合破坏指数设为 D，表达式为 $D = D_1 + D_2 - D_1D_2 = D_1 + D_2(1 - D_1)$。$D_1$ 较小时，主要由累积耗能控制破坏。当 $D = 0$ 时，表明结构完好。D_1 较大时，主要由变形控制破坏。当 $D \geqslant 1$ 时，表示结构发生倒塌。由累积滞回耗能引起的破坏可表示为 $D_2 = (E_h/E_U)^m$。综上所述，变形和能量双参数损伤模型表达式为

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \alpha\left(1 - \frac{\delta_m}{\delta_u}\right)\left(\frac{\int \mathrm{d}E}{F_y\delta_u}\right)^{\beta} \tag{7}$$

其中：F_y 为试件的屈服荷载；δ_m 为试件在当前加载路径下的最大变形；δ_u 为试件在单调荷载作用下的极限变形；α、β 为参数。

4.2　参数确定

本研究将试件循环加载至最后一级后，将极限荷载的 85% 定义为破坏荷载，将对应的损伤指数值 D 指定为 1.0，进行多元回归分析，求得的参数即为试验参数 α、β。经过处理试验数据，并进行非线性回归分析，获得参数 α、β 的值，即

$$\alpha = 0.068, \beta = 1.39$$

在变形和耗能的基础上，结合试验数据提出了适用于高强钢筋混凝土柱的地震损伤模型关系式，即

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + 0.068\left(1 - \frac{\delta_m}{\delta_u}\right)\left(\frac{\int \mathrm{d}E}{F_y\delta_u}\right)^{1.39} \tag{8}$$

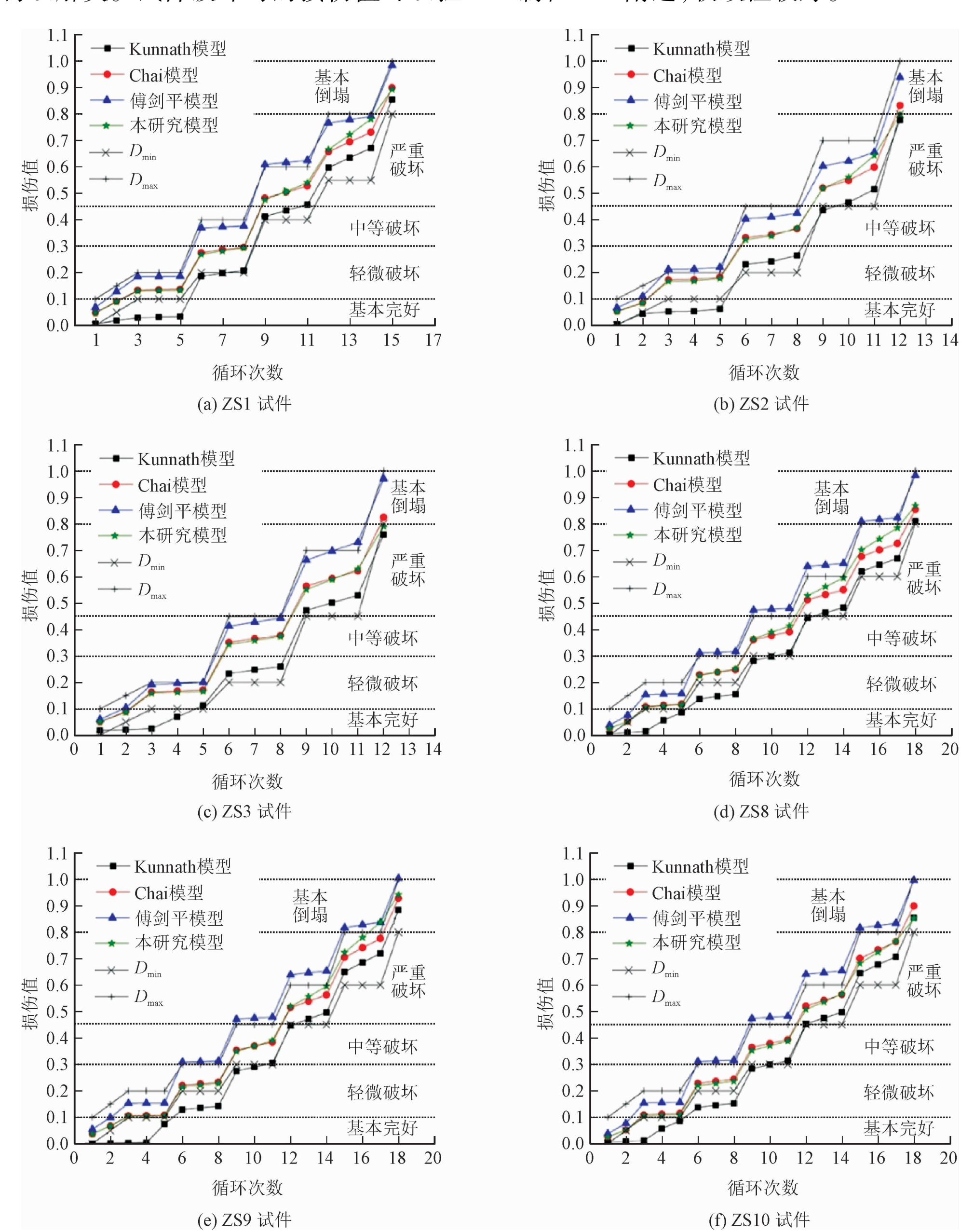
4.3　比较分析

本研究模型通过计算获得各试件损伤指数，并将部分试件计算的损伤指数绘制曲线与前面的 Chai 模型、Kunnath 模型及傅剑平模型进行比较分析，如图 5 所示。根据损伤指数范围将图像用虚线进行划分，在各个循环加载作用下，将各试件不同损伤指数范围对应的不同损伤程度标注在各图的右侧。

本研究相比前文提及的几种损伤模型多了 $\left(1 - \frac{\delta_m}{\delta_u}\right)$ 这一项，同时将耗能项改为指数形式，在大变形幅值作用下，这种改变能够适当地降低累积耗能对于损伤的贡献。在加载过程中，损伤指数的增加趋于稳定，保证了模型计算的精度。

本研究模型得到的各试件损伤值能够较为准确地反映试件各加载等级的损伤程度。对于前文所述模型后期加载损伤值发展过快的问题，能够通过耗

能项的改进得以解决。试件破坏时的损伤值可以控制在 1.0 附近,收敛性较好。



(a) ZS1 试件 (b) ZS2 试件

(c) ZS3 试件 (d) ZS8 试件

(e) ZS9 试件 (f) ZS10 试件

图 5 本研究模型与其他三模型对比

Fig. 5 Comparison of the model with the other three models

5 结 论

本研究对 5 种修正的 Park-Ang 损伤模型进行分析,分别对不同模型计算时的适用性情况进行评价,得出如下结论。

1) Chai 模型、Kunnath 模型及傅剑平模型能够较好地计算出高强钢筋混凝土柱的损伤指数发展规律,将其用于评估配置高强钢筋混凝土柱的震后损伤具有较高的准确性。

2) 付国模型、陈林之模型高估了试件的损伤,造成计算结果偏大。因此需要进行一定修正才能用于高强钢筋的混凝土柱损伤评估。

3) 本研究提出一种考虑幅值和累积耗能相互影响的损伤模型,采用该模型得到的计算结果与试验结果吻合较好,适用于配置 HRB600 高强钢筋混凝土框架柱的损伤计算。

参考文献：

[1] 苏信智，刘伯权，邢国华. 钢筋混凝土柱地震损伤模型比较研究[J]. 世界地震工程，2018，34(2)：80-88.
SU Jizhi，LIU Boquan，XING Guohua. Comparative analysis on seismic damage models for reinforced concrete columns[J]. World earthquake engineering，2018，34(2)：80-88(in Chinese).

[2] 董勃. 配置 HTRB600 级高强钢筋的混凝土柱抗震性能研究[D]. 南京：东南大学，2018.

[3] 邹森. 钢筋混凝土框架柱地震损伤模型研究[D]. 西安：西安科技大学，2016.

[4] PARK Y J，ANG A H S. Mechanistic seismic damage model for reinforced concrete[J]. Journal of structural engineering，1985，111(4)：722-739.

[5] HUMAR J，FAZILEH F，GHORBANIE-ASL M，et al. Displacement-based seismic design of regular reinforced concrete shear wall buildings[J]. Canadian journal of civil engineering，2011，38(6)：616-626.

[6] KUNNATH S K，PANAHSHAHI N，REINHORN A M. Seismic response of RC buildings with inelastic floor diaphragms[J]. Journal of structural engineering，1991，117(4)：1218-1237.

[7] CHAI Y H，ROMSTAD K M，BIRD S M. Energy-based linear damage model for high-intensity seismic loading[J]. Journal of structural engineering，1995，121(5)：857-864.

[8] 傅剑平，王敏，白绍良. 对用于钢筋混凝土结构的 Park-Ang 双参数破坏准则的识别和修正[J]. 地震工程与工程振动，2005，25(5)：73-79.
FU Jianping，WANG Min，BAI Shaoliang. Identification and modification of the Park-Ang criterion for failure of RC structures[J]. Earthquake engineering and engineering vibration，2005，25(5)：73-79(in Chinese).

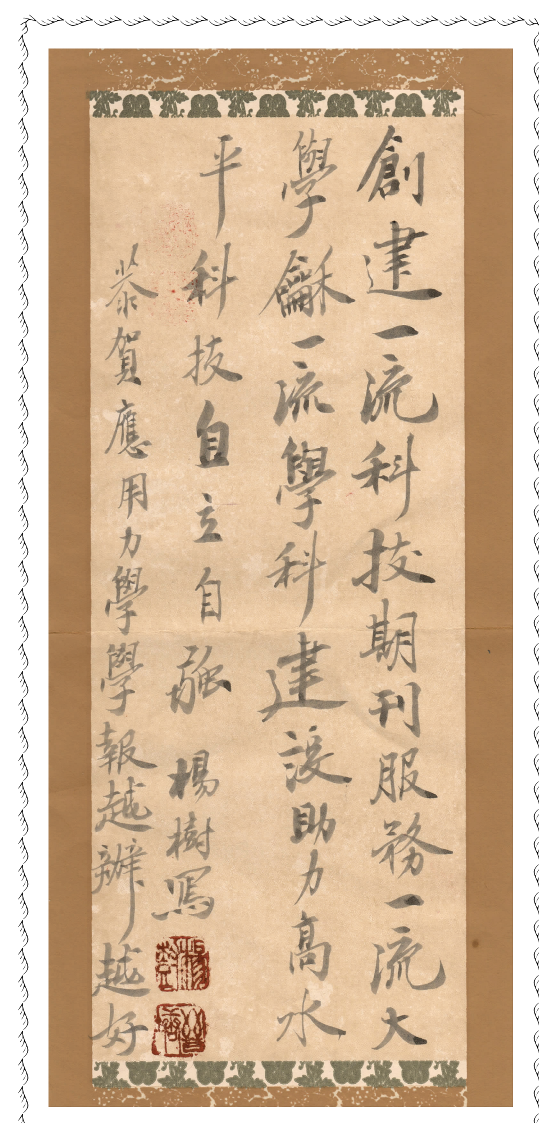
[9] 付国，刘伯权，邢国华. 基于有效耗能的改进 Park-Ang 双参数损伤模型及其计算研究[J]. 工程力学，2013，30(7)：84-90.
FU Guo，LIU Boquan，XING Guohua. The research and calculation on modified Park-Ang double parameter seismic damage model based on energy dissipation[J]. Engineering mechanics，2013，30(7)：84-90(in Chinese).

[10] 陈林之，蒋欢军，吕西林. 修正的钢筋混凝土结构 Park-Ang 损伤模型[J]. 同济大学学报(自然科学版)，2010，38(8)：1103-1107.
CHEN Linzhi，JIANG Huanjun，LÜ Xilin. Modified Park-Ang damage model for reinforced concrete structures[J]. Journal of Tongji University(natural science)，2010，38(8)：1103-1107(in Chinese).

[11] PARK Y J，ANG A H S，WEN Y K. Seismic damage analysis of reinforced concrete buildings[J]. Journal of structural engineering，1985，111(4)：740-757.

[12] 杜修力，欧进萍. 建筑结构地震破坏评估模型[J]. 世界地震工程，1991(3)：52-58.
DU Xiuli，OU Jinping. Seismic damage assessment model of building structures[J]. World earthquake engineering，1991(3)：52-58(in Chinese).

（编辑　李坤璐）



杨树即杨敬涛，1970 年生，山东济南市人，杨树美育法创始者、独立文史艺术学者；季羡林国际文化书院研究员、季羡林国际文化书院书画委员、书画家。